

Analisi del comportamento della roccia di fondazione di una diga a gravità: l'esempio della diga del Passante (CZ)

T. Rotonda, R. Ribacchi

Dipartimento Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Univ. di Roma 'La Sapienza'

Sommario

Viene presentata una procedura di analisi utilizzata nell'esame del comportamento della roccia di fondazione di una diga a gravità: la diga del Passante (Cz). La diga risulta dotata di un ampio sistema di monitoraggio, che comprende misure topografiche esterne, misure con pendoli, estensimetri in fondazione, clinometri, piezometri. Le misure sono state utilizzate per condurre analisi per la stima delle caratteristiche elastiche dell'ammasso di fondazione. Diverse verifiche di sicurezza sono state condotte; il coefficiente di scorrimento, che porta in conto i soli carichi agenti, è stato confrontato con il più usuale coefficiente di sicurezza delle analisi all'equilibrio limite, che porta in conto anche la resistenza. Infine, lo stato di sforzo e deformazione nell'ammasso di fondazione è stato valutato sulla base di analisi tensiodeformative in condizioni piane, nell'ipotesi di comportamento elasto-plastico dell'ammasso di fondazione.

1. Introduzione

La valutazione delle condizioni di sicurezza di una diga nella sua fase di esercizio deve necessariamente considerare sia la stabilità della struttura, sia quella della fondazione. Per la valutazione del comportamento e della sicurezza dell'opera le dighe sono dotate di sistemi di controllo delle grandezze più o meno sofisticati.

La valutazione della stabilità di questo tipo di opere è resa complessa da una Normativa che si riferisce ad opere di diversa tipologia strutturale. Inoltre non sono fornite indicazioni né per la progettazione della strumentazione di controllo, né per la impostazione di eventuali elaborazioni dei dati di monitoraggio.

Attraverso l'illustrazione di un *case history* viene qui presentata una procedura di analisi utilizzata nell'esame del comportamento della roccia di fondazione di una diga a gravità. La diga del Passante (Cz) presenta una sezione trasversale tipica per le dighe a gravità ed è caratterizzata da un esteso sviluppo longitudinale che consente la modellazione piana; inoltre, risulta dotata di un ampio sistema di monitoraggio, che comprende misure topografiche esterne, pendoli, estensimetri in fondazione, clinometri, piezometri.

Le elaborazioni delle misure di controllo sia degli spostamenti, sia delle pressioni interstiziali consentono di esaminare il comportamento meccanico della fondazione e di ricavare indicazioni aggiuntive sulla sicurezza dell'opera.

2. Caratteristiche della diga del Passante

L'impianto del Passante, situato nell'altopiano della Sila Piccola in provincia di Catanzaro, è stato realizzato negli anni 1974-75 dall'ENEL e collaudato nel 1995. L'attuale concessionario è l'ENDESA S.p.A.

La diga del Passante è una diga a gravità massiccia in calcestruzzo, tracimabile in corrispondenza dell'alveo; presenta una altezza massima sulle fondazioni di 71.17 m (q. 1125 m.s.m.) ed è a sviluppo pressoché lineare con lunghezza di 450 m. La struttura è composta da 27 blocchi divisi tra loro da giunti verticali. Il profilo trasversale è triangolare con paramenti di monte e di valle inclinati di 0.03 e di 0.72.

2.1. Geologia della zona

La valle del fiume Passante è interamente incisa nelle rocce del basamento cristallino silano, costituito da una unità metamorfica antica definita nel complesso "micascisti bianchi".

Nella zona della stretta sono presenti due unità di questa formazione: gli scisti bianchi e gli gneiss a biotite, presumibilmente in contatto tettonico tra loro. La scistosità è orientata con direzione circa perpendicolare all'asse diga, immergente verso la spalla sinistra, ed inclinazione di $25\div 30^\circ$. La morfologia della stretta, condizionata dalla giacitura di tali piani, presenta una lieve asimmetria con una maggiore acclività del profilo della sponda sinistra rispetto a quello della destra orografica.

A partire dalla sponda della sinistra orografica affiorano gli gneiss a biotite, segue una fascia più intensamente tettonizzata, subparallela alla giacitura della scistosità, che interessa la fondazione della parte inferiore della sponda sinistra in corrispondenza dei conci VII e VIII. Nella zona dell'alveo segue poi il contatto con gli scisti bianchi, che interessano la diga a partire dal concio IX fino all'ultimo concio in sponda destra.

2.2 Caratteristiche dei materiali rocciosi e dell'ammasso

Nella fase progettuale la caratterizzazione geotecnica fu basata soprattutto su approfondite indagini di tipo geofisico (tecnica a rifrazione, *cross-hole* e carotaggio sonico), mentre più limitate furono le indagini su resistenza e deformabilità sul materiale roccioso e le analisi della spaziatura a partire dai sondaggi.

In laboratorio furono condotte misure di velocità di propagazione delle onde, prove di compressione uniassiale e triassiale. La microfessurazione del materiale roccioso fu evidenziata da un marcato incremento delle velocità delle onde P con la saturazione; sotto i conci IX e XII fu misurata dopo la costruzione una velocità media delle onde P, rispettivamente, di 4.2 e 3.8 km/s (Bonaldi et al. 1983).

Nella Tab. 1 sono riportate le principali caratteristiche meccaniche del materiale e dell'ammasso roccioso, per il quale è stato valutato un indice di qualità GSI pari a 45. I parametri di resistenza dell'ammasso roccioso secondo il criterio di Hoek-Brown (Hoek et al. 2002) sono stati valutati a partire da quelli del materiale sulla base delle correlazioni con l'indice GSI, assumendo un valore del fattore di disturbo D pari a 0.5; tale valore risulta probabilmente sovrastimato tenendo conto che gli scavi di fondazioni sono condotti con cautela e che dopo la costruzione della diga si realizzano iniezioni di cucitura. I valori della coesione e dell'angolo di attrito secondo il criterio di Mohr-Coulomb sono stati valutati nel campo di sforzo previsto per le fondazioni dei conci più alti ($\sigma'_{n,max} = 1.55$ MPa).

Tabella 1 – Proprietà del materiale roccioso dalle prove di laboratorio e parametri dei criteri di resistenza di Hoek-Brown (materiale ed ammasso) e di Mohr-Coulomb (ammasso).

	V_P^{dry} (km/s)	V_P^{sat} (km/s)	E_Y (GPa)	σ_c (MPa)	m	s	σ_t (MPa)	c (MPa)	φ (°)
materiale	3.68	4.97	14.9	51.2	29.7	1	1.7	-	-
ammasso	-	-	4.0	1.23	2.17	0.0007	0.016	0.35	57

2.3 Rete di monitoraggio

Il controllo del comportamento dell'opera e della sua fondazione è affidato ad una rete di monitoraggio molto estesa, con due dei conci centrali, IX e XII, particolarmente strumentati (Fig. 1).

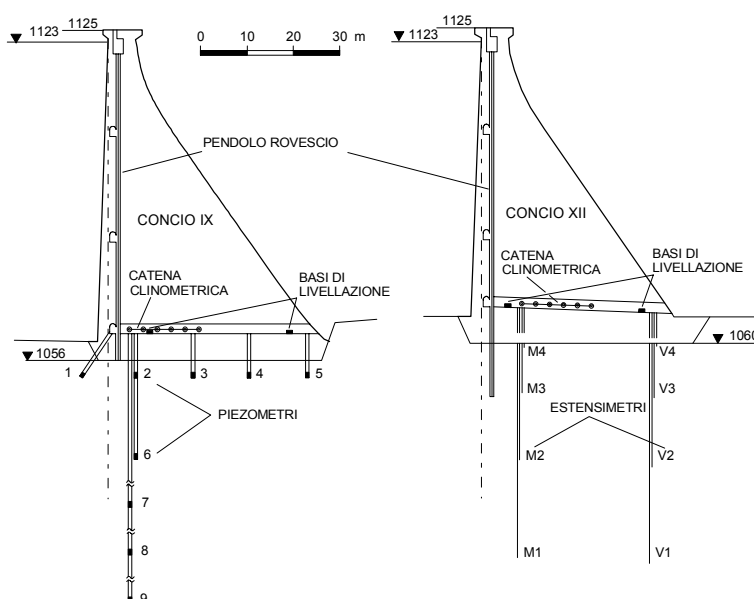


Figura 1 – Principali strumenti di monitoraggio nei conci IX e XII.

3. Analisi dei dati di spostamento

3.1 Tecniche di analisi delle misure

Per i dati strumentali relativi agli spostamenti della struttura diga-fondazione del Passante sono state effettuate due tipi di analisi allo scopo di evidenziare l'influenza delle diverse azioni sulle misure, ricavando il legame osservato tra variabili causa e variabili effetto. La prima è un'analisi puramente statistica, la seconda è di tipo semi-deterministica.

La storia dei livelli di invaso costituisce la storia dei carichi del serbatoio; successivamente al primo invaso sperimentale nel 1979, i livelli di esercizio furono raggiunti nel 1983. Poiché le successive condizioni di esercizio sono caratterizzate da fasi di più anni in cui il livello massimo d'invaso si è mantenuto all'incirca costante, la suddetta storia è stata suddivisa in un numero limitato di "fasi". I tre periodi presi in considerazione vanno dal primo di gennaio dei seguenti anni:

- I fase: 1983-1990, invasi relativamente bassi;
- II fase: 1991-1994, invasi massimi elevati;
- III fase: 1995-2003, invasi massimi relativamente meno alti.

Lo spostamento y di un generico punto P della struttura diga-fondazione è dato dalla somma delle seguenti tre componenti

$$y(P) = f_1(q_w) + f_2(T) + f_3(t) \quad (1)$$

La prima funzione, $f_1(q_w)$, rappresenta la "componente di invaso" dello spostamento, legata alla altezza di riempimento q_w . La funzione di invaso è stata espressa come un polinomio di terzo grado in quanto test statistici hanno mostrato che l'introduzione del termine di quarto grado non portava ad un significativo miglioramento della regressione.

La seconda funzione, $f_2(T)$, rappresenta la "componente termica" dello spostamento; in generale si ipotizza che questa sia funzione della temperatura media dell'aria T nell'istante della misura e della sua derivata rispetto al tempo t (Ribacchi e Rotonda 1992, Rotonda e Ribacchi 1996). In queste analisi si è scelto di rappresentare direttamente la componente termica dello spostamento in funzione del tempo con una funzione sinusoidale con periodo annuale.

La terza funzione, $f_3(t)$, rappresenta la "componente reologica" dello spostamento; il periodo di osservazione è stato suddiviso nei tre intervalli suesposti scelti in base alle condizioni di esercizio ed è stato ipotizzato che ciascun tratto fosse caratterizzato da una velocità di deriva costante, imponendo inoltre la continuità della componente irreversibile da un tratto all'altro.

La seconda classe d'analisi è di tipo statistico parzialmente deterministico, perché i parametri della funzione $f_1(q_w)$ nella rel. (1) sono stati ricavati da modelli numerici tensio-deformativi.

Nell'ipotesi di comportamento elastico del calcestruzzo e della roccia e di fondazione omogenea, ricordando il principio di sovrapposizione (Spagnoletti 1960), per un punto qualsiasi della diga si può scrivere la seguente relazione approssimata per la funzione d'invaso dello spostamento di un generico punto P della struttura diga-fondazione

$$f_I(q_w) = \frac{I}{E_c} F_c(q_w) + \frac{I}{E_r} F_r(q_w) \quad (2)$$

dove le funzioni di influenza della roccia F_r e del calcestruzzo F_c possono essere considerate, con buona approssimazione, indipendenti dal rapporto dei moduli E_r/E_c e dipendenti dal solo livello di invaso q_w .

Le funzioni di influenza possono essere ricavate da analisi deterministiche nelle quali sono applicate separatamente le azioni; nel corso del tempo per la struttura diga-fondazione del Passante sono stati realizzati diversi modelli agli elementi o alle differenze finite (Bonaldi et al. 1983, Bonaldi et al. 1988, Mariantoni 1991, Bava 2004).

Le funzioni F_c possono essere rappresentate con un polinomio di quarto grado nella sola variabile q_w . Le funzioni F_r possono essere considerate la somma di un termine dovuto alla spinta idrostatica sul paramento di monte (s) e di un termine dovuto ai gradienti di filtrazione e alla sottospinta (f); quest'ultimo, in un modello linearmente elastico senza accoppiamento idromeccanico, è una funzione lineare dell'invaso. La funzione di invaso espressa nella rel. (2) si può riscrivere

$$f_I(q_w) = \frac{I}{E_c} \left[\sum_{i=1}^4 A_{ic} q_w^i \right] + \frac{I}{E_r} \left[\sum_{i=1}^4 A_{ir}^{(s)} q_w^i + A_{lr}^{(f)} q_w \right] \quad (3)$$

Un'analisi di regressione applicata alla funzione $f_I(q_w)$ della rel. (2) potrebbe fornire i moduli E_r e E_c ed i relativi errori standard. Nel caso in esame tale procedura è risultata poco soddisfacente in quanto i parametri stimati sono fortemente correlati tra di loro e l'incertezza sulla loro stima è molto elevata. Per questo, essendo E_c il parametro meno affetto da incertezza, si è ritenuto opportuno adottare un modulo del calcestruzzo costante e pari a 25 GPa (anche in Ribacchi e Rotonda 1992, Rotonda e Ribacchi 1996). L'analisi statistica è stata quindi ripetuta utilizzando un unico parametro libero corrispondente al modulo della roccia.

3.2 Analisi delle misure

I dati provenienti dal monitoraggio della diga del Passante nella sua fase di esercizio sono stati elaborati secondo le procedure puramente statistica e parzialmente statistica, descritte nel paragrafo precedente.

Le misure di livellazione effettuate nel cunicolo di base dei conci IX e XII furono interrotte nel 1996. Comunque, mostrano un andamento molto simile per i due

conci, caratterizzato da una marcata deriva soprattutto per i cedimenti medi; le rotazioni, calcolate dagli spostamenti su una base di 8 m, risultano chiaramente influenzate dall'invaso mentre i cedimenti medi ne risentono in misura poco apprezzabile.

Le rotazioni registrate dai clinometri presentano andamenti concordi a quelli dalle misure di livellazione. Nel solo concio IX la deriva è congruente con quella del pendolo più basso.

Nei due pendoli risulta di interesse osservare il diverso comportamento della deriva. Nella fase I (a basse quote di invaso) si rileva una diversa rotazione irreversibile nei due conci: verso monte nel concio IX e verso valle nel concio XII (Figg. 2 e 3); la differenza di comportamento è presumibilmente da attribuire alla diversa quota di ancoraggio dei due pendoli, che nel concio IX coincide con la base della diga e nel concio XII si trova a 12 m nell'ammasso, per cui la deriva verso valle è verosimilmente da attribuire a scorrimenti orizzontali entro la roccia di fondazione. Nelle fasi successive i pendoli dei due conci indicano un comportamento complessivamente simile (Figg. 2 e 3); la fase II di alti invasi tra il 1991 ed il 1995 è caratterizzata da una deriva verso valle (di maggiore intensità nel concio XII) che diviene verso monte nell'ultima fase ai medi livelli di invaso.

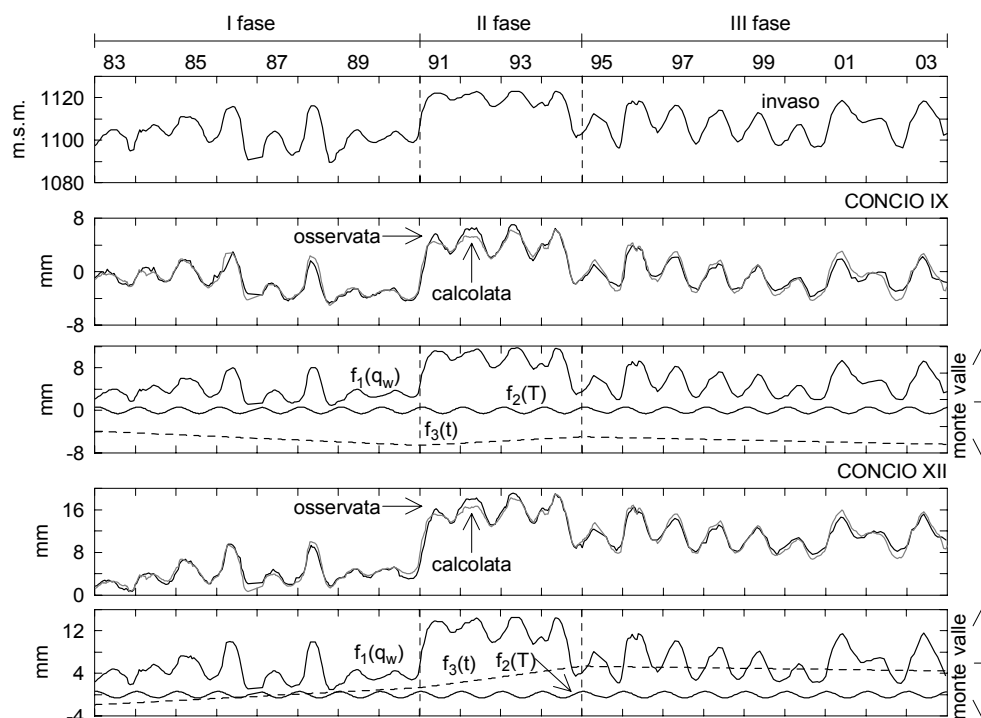


Figura 2 –Spostamento orizzontale dei pendoli a quota intermedia (1104 m.s.m.) (modello puramente statistico). Invaso (in alto), concio IX (al centro), concio XII (in basso).

Il comportamento dei rockmetri di monte, congruente con quello indicato dalle misure di rotazione fornite dalla livellazione, è caratterizzato da una deformazione di compressione nella I fase di esercizio (a bassi invasi), che si inverte nella II fase. In sintesi il complesso degli strumenti indica che la diga presenta il seguente comportamento nelle tre fasi di carico omogeneo (Fig. 3): I fase (bassi livelli di invaso) deriva di rotazione verso monte e modesta deriva di scorrimento verso valle; II fase (alti livelli di invaso) deriva di rotazione verso valle e consistente deriva di scorrimento verso valle; III fase (medi livelli di invaso) comportamento analogo a quello della fase I ma meno accentuato.

I due modelli statistico e puramente deterministico forniscono risultati poco diversi, con una buona corrispondenza tra misure e modello, indicata da elevati coefficienti di determinazione R^2 . In generale il modello semideterministico è caratterizzato da valori del coefficiente di correlazione lievemente più bassi e sottostima gli spostamenti per invasi prossimi ai livelli massimi; si può ipotizzare che ciò dipenda da una non linearità del comportamento della fondazione, caratterizzato da moduli più alti nei cicli di invaso già sperimentati e da moduli ridotti, con sviluppo di deformazioni plastiche in zone limitate della fondazione, ai più elevati e meno sperimentati livelli di carico.

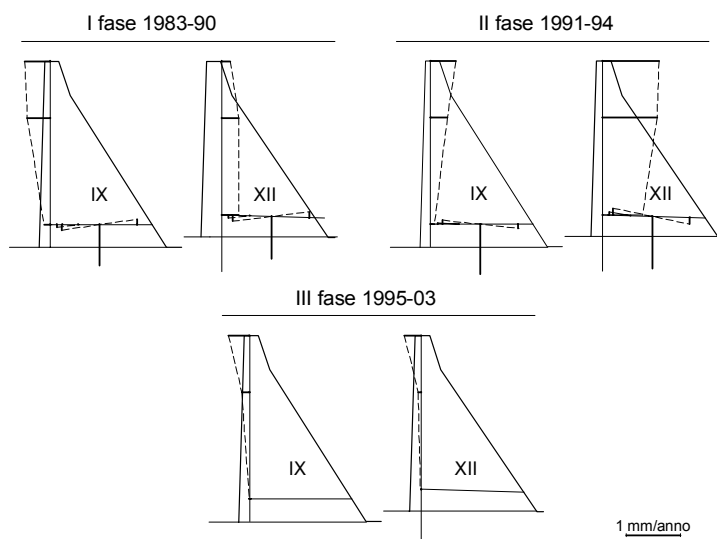


Figura 3 – Componente reologica dell'invaso secondo le diverse fasi di storia dell'invaso (modello puramente statistico).

3.3 Stima del modulo di deformabilità dell'ammasso

L'esame dei cedimenti durante la costruzione aveva fornito un modulo complessivo di deformabilità molto basso, di circa 2 GPa, che include una rilevante componente irreversibile di tipo plastico (Bonaldi et al. 1983).

Per quanto riguarda le fasi di invaso l'applicazione della procedura descritta nel par. 3.1 ai dati di misura complessivi dal 1983 al 2003, depurati della deriva temporale valutata separatamente nelle tre fasi di invaso e della componente ciclica, ha permesso di ricavare per ciascuno strumento il valore stimato del modulo dell'ammasso. Tali valori vengono sintetizzati nella Tab. 2.

Tabella 2 – Valori dei moduli stimati con le varie postazioni di misura (1983-2003).

	Quota	Moduli di Young (GPa)	
		Concio IX	Concio XII
Rotazioni da livellazioni	1064-68	3.9	3.6
Clinometri	1064-68	6.3	4.6
Pendolo	1064-68	6.0	3.3
	1104	6.0	4.3
	1121	6.1	4.5
Rockmetro monte profondo	1015	-	4.7

L'esame globale di questi dati mette in evidenza che la roccia di fondazione del concio XII è alquanto più deformabile di quella del concio IX, con valori medi, rispettivamente, di circa 4.5 GPa contro 6.0 GPa, in accordo con i dati delle velocità sismiche in sito.

Per ciascun concio c'è una discreta concordanza nella stima dei moduli ottenuta alle diverse quote dei pendoli e le misure clinometriche, mentre le misure di rotazione ottenute con le livellazioni indicano moduli decisamente inferiori.

Per il concio IX i moduli stimati con i clinometri sono in buon accordo con quelli forniti dal pendolo, ancorato entro il concio in prossimità del piano di fondazione, in quanto entrambe le misure rilevano sostanzialmente la rotazione della base del concio sotto l'applicazione di un momento. Per il concio XII invece i moduli stimati con i clinometri a q. 1068 sono alquanto più elevati di quelli forniti dalla base più bassa del pendolo che però, essendo ancorato nella roccia circa 12 m sotto il piano di fondazione, risente anche degli scorrimenti verso valle della roccia di fondazione, ad indicare che la rigidità della roccia in termini di modulo di taglio è più bassa di quella relativa alla rotazione della base. I rockmetri nella roccia di fondazione del concio XII, presso il paramento di monte, indicano valori dei moduli abbastanza congruenti con le indicazioni dei pendoli.

Il confronto tra l'andamento dei dati misurati e le curve di interpolazione del modello sembra però indicare che nelle fasi con quote massime di invaso basse e intermedie si ha un comportamento più rigido della roccia. Si è ritenuto quindi utile eseguire analisi semideterministiche separate per ciascuna delle tre fasi sopra descritte (Rotonda e Ribacchi 1996), individuando per ciascuna di esse un diverso modulo stimato. I moduli stimati, sintetizzati nella Tab. 3, confermano le indicazioni generali sopra esposte, mettendo in evidenza una tendenza al decremento dei moduli nella fase II degli alti invasi e la sua successiva risalita nelle condizioni di esercizio più recenti.

Tabella 3 - Moduli stimati separatamente per le varie fasi di esercizio dell'invaso.

		Concio IX			Concio XII		
		1983-90	1991-94	1995-03	1983-90	1991-94	1995-03
Rotazioni da livellazione		5.6	4.0	-	5.0	3.5	-
Clinometri		10.6	6.0	-	7.1	4.5	-
Pendoli	1064-1068	9.1	6.6	6.8	5.0	3.1	5.0
	1104	9.9	5.8	10.2	6.0	4.0	6.4
	1121	7.9	5.7	9.3	5.7	4.0	4.3

4. Analisi dei dati di filtrazione

Nella diga del Passante la misura delle perdite globali viene effettuata nella zona più depressa del cunicolo inferiore. Dopo interventi di risanamento nel corpo diga, negli ultimi anni sono stati misurati per gli invasi più elevati valori delle perdite decisamente modesti: inferiori a $1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ in sinistra ed intorno ai $4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ in destra.

La misura delle sottopressioni viene effettuata, oltre che in fori di drenaggio (presso il paramento di monte del cunicolo perimetrale) e in piezometri (unghia di valle in fondo valle e in spalla destra), in 9 piezometri a corda vibrante (celle Maihak) ubicati in una sezione trasversale in corrispondenza del concio IX (Fig. 1), di cui 5 posti a circa 5 m sotto il piano di fondazione e 4 a varie profondità in una verticale a valle dello schermo.

Risulta di interesse analizzare l'andamento delle pressioni misurate dai piezometri al di sotto del concio IX in termini di carico idraulico relativo (Fig. 4), pari al rapporto

$$h = \frac{H - H_v}{H_m - H_v} \quad (4)$$

in cui H_m è il carico dell'invaso ed H_v è il carico idraulico a valle (q. 1062). Se la permeabilità della roccia non fosse influenzata dall'invaso, il carico relativo dovrebbe mantenersi circa costante al crescere dell'invaso.

La Fig. 4 mette in evidenza la marcata influenza degli schermi di tenuta e di drenaggio che abbattano drasticamente la pressione nelle celle 2-4. Per quanto riguarda le celle dell'allineamento verticale (Fig. 4 in basso) si osserva una modesta intensità ed una regolarità di comportamento con il livello d'invaso.

Un'analisi dettagliata delle sottopressioni è stata effettuata per la cella 1, posta a monte degli schermi di tenuta e di drenaggio. L'andamento dei carichi relativi (Fig. 4) mostra una marcata influenza del livello di invasore, chiaro indice di fenomeni di accoppiamento idromeccanico con modifica del campo di permeabilità nella roccia di fondazione al variare delle condizioni di sforzo. Si osserva che nella fase di discesa dell'invasore i carichi piezometrici tendono inizialmente a mantenersi

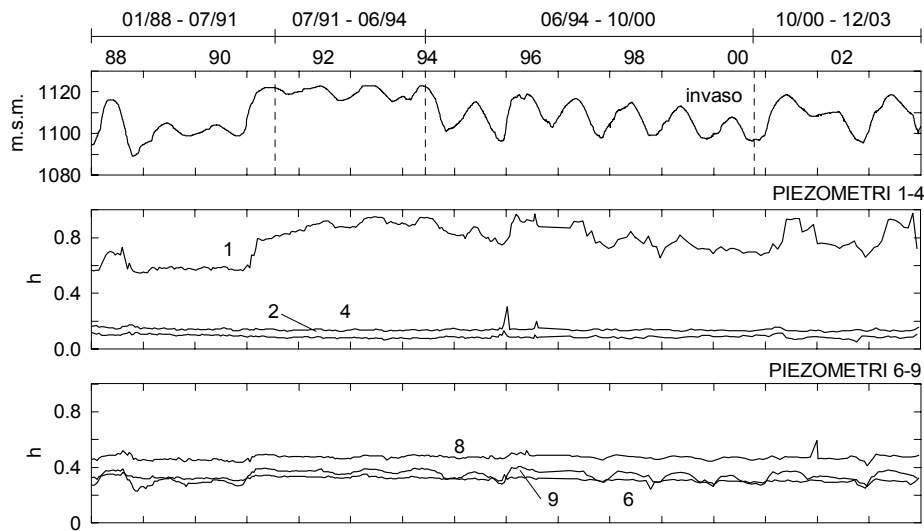


Figura 4 – Carico idraulico relativo h misurato nelle celle Maihak poste alla base della diga (al centro) e lungo una verticale in fondazione (in basso) (vedi Fig. 1 per la posizione).

più alti rispetto alla fase di salita. Per cercare di cogliere le diverse fasi di tale ciclo d'isteresi la storia dell'invaso è stata suddivisa dal 1988 al 2003 in 4 fasi.

La dipendenza del carico relativo dall'invaso (nelle sole fasi di salita dell'invaso) (Fig. 5) risulta chiaramente non lineare, ad indicare che le pressioni interstiziali sono fortemente collegate alle deformazioni che la roccia subisce in prossimità del paramento di monte a seguito alle rotazioni della diga. A bassi livelli d'invaso (fase 01/88-07/91) la rotazione della diga verso monte determina la chiusura delle fessure nella roccia, con conseguente aumento delle perdite di carico ed allontanamento dei punti rappresentativi nel grafico di Fig. 5 dalla retta inclinata

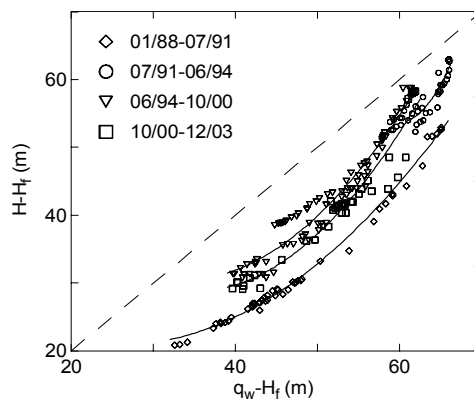


Figura 5 - Variazione del carico idraulico per le diverse fasi di innalzamento dell'invaso per la cella Maihak 1 (le due altezze sono riferite entrambe alla quota media di fondazione H_f).

Sono riportate anche curve di regressione quadratiche per le singole fasi.

1:1. Per elevati livelli d'invaso (fase 07/91-06/94) la diga ruota invece verso valle distendendo la roccia sottostante il paramento di monte, con una diminuzione delle perdite di carico ed allontanamento delle equipotenziali in questa zona; con avvicinamento delle curve del grafico di figura alla retta di pendenza 1:1. Nelle altre celle Maihak a valle dello schermo l'andamento dei carichi relativi nelle fasi di sopraelevazione è invece lineare.

5. Verifiche statiche e di stabilità

Le verifiche di stabilità effettuate in fase di progetto esecutivo e nelle successive varianti furono condotte in conformità dell'allora vigente Regolamento dighe (DPR 1363 del 01/11/1959).

Si è ritenuto utile il riesame delle verifiche statiche relative ai conci non tracimabili di maggiore altezza (IX e XII) secondo la Normativa del D.M. 24/03/1982.

Riguardo alle azioni la spinta dell'acqua sul paramento di monte è la risultante di una distribuzione idrostatica di pressioni che, portando in conto l'azione sismica e, sulla base della quota di soglia di evacuazione, ha portato ad un innalzamento della quota di invaso a 1123.63 m.s.m. Nelle analisi è stata portata in conto la spinta del ghiaccio, considerata concomitante con i carichi idrostatici alla quota di massima regolazione.

Per le sottopressioni è stata assunta la distribuzione bilineare convenzionale: dalla massima pressione idrostatica in corrispondenza del paramento di monte alla pressione idrostatica massima che si può verificare lungo la linea dei drenaggi, indi al valore della massima pressione idrostatica che può presentarsi in corrispondenza del paramento di valle (con pressione massima lungo la linea dei drenaggi non inferiore alla pressione idrostatica di valle aumentata di 0.35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle).

Riguardo ai carichi sismici è stato adottato il criterio pseudo-statico, come prescritto dal decreto 1982. Il grado di sismicità S dei comuni nei quali si trova la diga è 9 (Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, aggiornamento del 25.03.2003), dal quale deriva $C = 0.7$; è stato adottato $m = 0.5$. Come previsto dalla Normativa sono state portate in conto contemporaneamente le componenti di eccitazione orizzontale e verticale (verso l'alto).

5.1 Verifiche tensionali

Le analisi dello stato tensionale, all'interno del corpo diga ed al contatto roccia-calcestruzzo per la condizione di esercizio a serbatoio pieno, sono state svolte limitatamente al concio IX, che è quello a sezione non tracimabile di maggiore altezza e di maggior differenza di quota tra il piano di fondazione e la quota media del piano campagna a valle.

Le indicazioni della Normativa prevedono che vengano considerati i carichi idrostatici sul paramento di monte e di valle, il peso proprio e le spinte inerziali sulla struttura e sul serbatoio dovuti all'azione sismica (escludendo quindi le sottopressioni). Gli sforzi totali, calcolati sulla base della teoria della trave a partire dai momenti e dalla risultante delle forze agenti, risultano variabili con legge lineare dalla estremità di monte a quella di valle.

I risultati delle analisi svolte per varie condizioni di carico e con acqua a valle a piano fondazione indicano che tutte le sezioni risultano soggette a sforzi principali di compressione, inferiori ad un quarto della resistenza del calcestruzzo del corpo diga del Passante ($R_{bk,90gg} = 18.64$ MPa). La condizione più gravosa si verifica alla quota del piano di fondazione in presenza di sisma e falda a valle al piano di fondazione, per la quale si ricavano sollecitazioni massime e minime di circa 2200 e 280 kPa.

Appare tuttavia più ragionevole valutare le condizioni statiche della diga sulla base degli sforzi efficaci; nella letteratura tecnica è stato proposto di utilizzare il modello suesposto della trave includendo la risultante delle sottopressioni su tutta l'estensione del piano di verifica (Arredi, 1981), che porta ad un andamento lineare, nonostante la non linearità delle sottopressioni dovuta all'azione dei drenaggi. I risultati di tale modello sono in buon accordo con quelli forniti dalle soluzioni analitiche di un mezzo poroelastico per una diga triangolare (Zienkiewicz e Park 1956).

Analisi di questo tipo hanno evidenziato che in condizioni usuali o di massima piena sono assenti sforzi verticali di trazione sul piano di fondazione, mentre essi possono verificarsi o per la perdita di efficacia dei dreni o per azioni sismiche. Nella combinazione di carico più sfavorevole (azione sismica, dreni efficienti, falda a valle alla quota media del piano campagna) le tensioni raggiungono valori di circa -180 kPa.

Se gli sforzi efficaci fossero invece valutati sottraendo le pressioni interstiziali (come da distribuzione bilineare) agli sforzi totali calcolati secondo la Normativa, essi risulterebbero di trazione alla base del paramento di monte anche in assenza di carichi sismici, ma tale procedura appare alquanto pessimistica e poco razionale.

5.2 Verifiche allo scorrimento

Le verifiche allo scorrimento sono state svolte per le sezioni orizzontali del solo concio IX, considerando come superfici preferenziali di scorrimento il piano di fondazione e le superfici di ripresa dei getti di calcestruzzo.

Una indicazione del livello di stabilità della struttura proposta dal D.M. 82 è fornita dal coefficiente f di scorrimento, definito dal rapporto fra la risultante delle componenti parallele alla superficie di analisi T_i e la risultante delle componenti normali N_j .

La Normativa impone che il suddetto coefficiente non superi il valore di 0.75,

elevato a 0.80 per le sezioni comprese fra il coronamento e 15 m al di sotto di esso. Nei riguardi della sicurezza dell'opera si ritiene tuttavia che analisi di equilibrio limite allo scorrimento sul piano di fondazione siano più significative; il coefficiente di sicurezza F_S può essere espresso dalla relazione generale

$$F_S = \frac{T_{res}}{T_{ag}} = \frac{\int \tau_r(\sigma') dA}{T_{ag}} \quad (5)$$

Tale coefficiente, diversamente dal coefficiente f , porta in conto anche l'incertezza sulla risposta che l'ammasso roccioso è in grado di offrire alle sollecitazioni cui è sottoposto. In questo senso il valore minimo del coefficiente F_S necessario a garantire le adeguate condizioni di sicurezza non può che essere fissato dal progettista sulla base delle conoscenze più o meno approfondite sul comportamento dell'ammasso roccioso.

Adottando il criterio di resistenza di Hoek-Brown si dovrebbe ricorrere nella rel. (5) alla integrazione numerica per ricavare la resistenza totale mobilizzabile nella sezione di verifica. Si è però utilizzato un modello semplificato basato sullo sforzo normale efficace medio sul piano di fondazione; le forze utilizzate N' e T rappresentano le risultanti delle forze in direzione normale e tangenziale al piano di fondazione, considerando anche la sottospinta come forza esterna.

I risultati delle elaborazioni indicano che le diverse combinazioni dei carichi portano a valori del coefficiente F_S sempre superiori a 2 e variazioni relativamente modeste.

Le condizioni di stabilità del concio IX sono state valutate anche adottando le sottopressioni misurate e portando in conto le azioni sismiche; nella Fig. 6 sono rappresentati i coefficienti di scorrimento f e di sicurezza F_S al variare della storia dell'invaso.

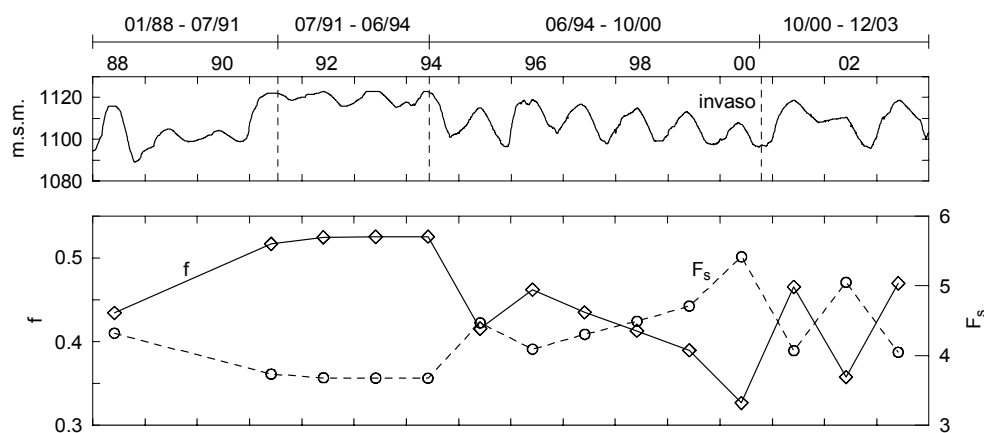


Figura 6 – Variazione delle condizioni di sicurezza al piano di fondazione del concio IX in funzione della storia degli invasi (condizione di sottopressioni misurate ed azione sismica).

Si è poi indagato sulla influenza della propagazione di eventuali fessure orizzontali di trazione sul piano di fondazione nei riguardi della stabilità allo scorrimento. Tale analisi è stata condotta con il codice CADAM (2003) del Politecnico di Montreal, il quale applica una procedura iterativa modificando le sottopressioni in funzione dello stato tensionale ricavato nel passo di calcolo precedente fino alla condizione di convergenza. Le analisi hanno indicato che in condizioni sismiche, nel modello con acqua a valle al piano campagna, adottando un valore della resistenza a trazione di -0.016 MPa si forma un giunto di trazione con estensione pari al 9 % della base, che sale a 10 % della base nel caso di modello *no-tension*. Una volta formata la frattura, nella condizione di esercizio normale dell'invaso ed ipotizzando che nel giunto di trazione le sottopressioni siano pari al carico dell'invaso, la fessura preesistente non si propaga e il coefficiente di sicurezza risulta comunque maggiore di 2.

5.3 Verifiche allo scorrimento tridimensionali

Per verificare l'influenza sulle condizioni di sicurezza della inclinazione dei piani di fondazione, praticamente orizzontali in direzione trasversale (monte-valle) ma diversamente inclinati in direzione longitudinale, sono state condotte verifiche tridimensionali.

I conci che presumibilmente sono soggetti a condizioni di carico più gravose sono quelli più alti (IX-XII) e quelli con maggiore pendenza longitudinale β_l del piano di fondazione (VI-VIII, XIII).

Il coefficiente di sicurezza F_s , portando in conto le azioni sismiche da Normativa e con il livello di falda a valle al piano di fondazione, è stato valutato supponendo che i conci non siano interagenti tra loro per la presenza dei giunti di costruzione. Decomponendo la risultante delle forze agenti (incluse le sottopressioni) secondo una componente normale al piano di fondazione RN' ed una componente parallela RT , in condizioni di resistenza limite, il movimento incipiente dei conci è uno scorrimento secondo la direzione della forza RT , formante un angolo δ rispetto alla direzione monte-valle. Il coefficiente di sicurezza, come è usuale, è fornito dal rapporto tra le forze tangenziali resistenti $T_{res}(RN')$ e quelle agenti RT .

Nell'ipotesi che in una fase avanzata del collasso i conci vengono a contatto tra loro e che lo scorrimento debba avvenire secondo la direzione monte-valle, il coefficiente di sicurezza si incrementa; la forza tangenziale agente può essere espressa dalla componente della risultante della forza di taglio RT in direzione monte-valle, trascurando la modifica delle forze normali sul piano di fondazione.

In Fig. 7 è riportato il coefficiente F_s calcolato per i conci più severi; per confronto sono riportate anche le relazioni tra coefficiente di sicurezza ed inclinazione longitudinale per diversi valori dell'altezza massima dei conci. Si osserva che il concio IX, in dipendenza di una più favorevole combinazione tra inclinazione longitudinale ed altezza, presenta un coefficiente di sicurezza superiore rispetto a

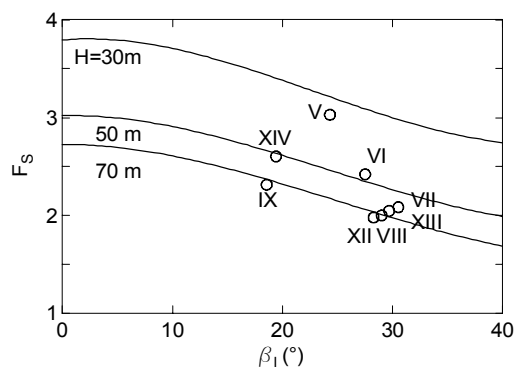


Figura 7 – Coefficiente di sicurezza tridimensionale (conci non interagenti) in funzione della inclinazione longitudinale (azioni da Normativa).

quello di altri quattro conci, tra i quali il concio VII (che ha una altezza di ben 16 m inferiore a quella del concio IX).

Per quanto concerne le verifiche tensionali, in presenza di azione sismica è stato determinato il livello delle tensioni indotte sul piano di fondazione secondo la teoria della presso-flessione deviata nei due casi di sezione interamente reagente e di sezione parzializzata (caso *no-tension*). E' stato rilevato che, anche in questo caso, come per l'analisi bidimensionale, la zona che raggiunge condizioni di apertura del giunto di trazione è molto modesta.

6. Analisi tensiodeformative

Nel corso degli anni sono stati sviluppati per la diga del Passante numerosi modelli numerici strutturali con accoppiamento idromeccanico (Manfredini et al. 1975, Manfredini et al. 1978, Bonaldi et al. 1983) (fase di costruzione e fase di primo invaso) e successivamente modelli numerici agli elementi finiti ed alle differenze finite (fase di esercizio dell'invaso) (Mariantoni, 1991, Bava 2004).

Si riportano in questa nota i risultati delle analisi più recenti condotte sul concio IX (Bava 2004), nelle quali è stato adottato il codice di calcolo FLAC 2D. Il contatto del piano di fondazione è stato schematizzato con 49 elementi, senza introdurre una discontinuità. Sulla base delle considerazioni illustrate da Bonaldi et al. (1988) allo strato deformabile è stato assegnato uno spessore pari a 2.7 volte la larghezza del piano di base della diga.

Per la roccia di fondazione sono stati adottati sia modelli costitutivi di tipo elastico, per valutare le funzioni di invaso (par. 3.1), sia modelli elasto-plastici con criterio di resistenza curvilineo di Hoek-Brown o lineare equivalente di Mohr-Coulomb. I parametri di resistenza della roccia di fondazione sono quelli riportati nella Tab. 1, mentre sono stati adottati moduli di elasticità dell'ammasso e del corpo diga rispettivamente pari a 6 e 20 GPa.

Poiché interessavano le condizioni tensiodeformative indotte dall'invaso, il corpo diga è stato costruito in un'unica fase, mentre le analisi con modelli elasto-plastici sono state effettuate con progressivi incrementi del livello d'invaso a partire dalla condizione di falda a piano campagna.

Sono state realizzate analisi accoppiate idromeccaniche, considerando la permeabilità sia costante sia variabile con lo sforzo.

6.1 Analisi di filtrazione

Nelle analisi di filtrazione lo schermo di tenuta è stato simulato assegnando alle corrispondenti celle della griglia una permeabilità pari ad 1/10 o 1/5 di quella dell'ammasso roccioso. Lo schermo di drenaggio è stato simulato sia assegnando ai nodi un valore convenzionale del carico idraulico, sia modificando il reticolo di discretizzazione per simulare dreni nel piano perpendicolare (Bonaldi et al. 1988).

Nelle analisi in cui è stata modellata anche la variazione della permeabilità in funzione dello sforzo, è stata ipotizzata una relazione esponenziale negativa, funzione dello sforzo medio efficace piano, con valore della permeabilità per stato di sforzo nullo pari a 10^{-6} m/s.

Le analisi hanno evidenziato che la dipendenza della permeabilità dallo stato di sforzo efficace si risente soprattutto nelle zone a monte e a valle della base della diga. In particolare nella zona di valle, a causa della riduzione della permeabilità dovuta agli elevati sforzi di compressione, si viene a concentrare la maggior parte della perdita di carico dovuta alla differenza di potenziale tra monte e valle.

In Fig. 8 sono rappresentati i valori delle pressioni interstiziali nei punti corrispondenti alle postazioni delle celle Maihak alla base della diga del concio IX; le pressioni valutate per i livelli d'invaso più elevati (1112.8 e 1124.0 m.s.m.) sono confrontate con quelle misurate in un periodo in cui l'invaso è stato mantenuto intorno ai suddetti due valori. Si riscontra un buon accordo tra i valori misurati ed i valori del modello, a conferma della buona schematizzazione dello schermo drenante.

6.2 Stato di sforzo e deformazione

Il livello d'invaso è stato sopraelevato in sei passi, ipotizzando che si mantengano condizioni drenate, dati i valori molto elevati del coefficiente di consolidazione dell'ammasso.

Le analisi indicano che le tensioni efficaci normali al piano di fondazione risultano sempre di compressione.

La deformata conseguente il raggiungimento del livello di massimo invasore in più fasi prevede una rotazione verso valle dovuta al solo innalzamento dell'invasore pari a $1.5 \cdot 10^{-4}$ rad. L'esame delle rotazioni della base indotte dal solo invasore per i due modelli elastico ed elasto-plastico indica una rotazione verso monte solo fino al

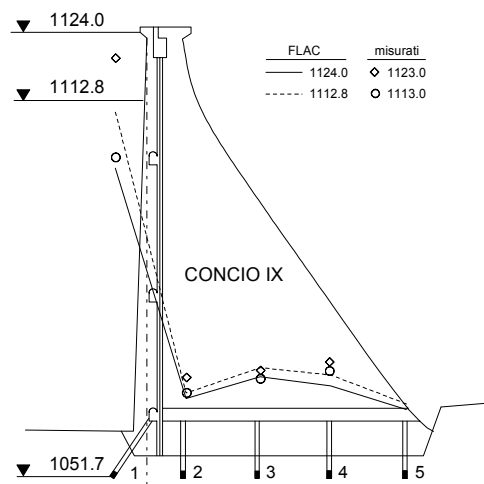


Figura 8 - Pressioni interstiziali sulla linea delle celle Maihak nel concio IX valutate dal modello e misurate per due livelli d'invaso (1113 e 1123 m.s.m.).

livello di 1080 m.s.m. per poi diventare verso valle per i livelli successivi; inoltre si rileva che le deformazioni plastiche raggiungono valori significativi solo per l'ultima sopraelevazione dell'invaso.

Il confronto tra gli spostamenti monte-valle previsti dal modello numerico ed i dati di monitoraggio (depurati secondo la procedura descritta nel par. 3.1 dagli effetti termici e dalla deriva) per le tre quote di lettura del pendolo rovescio del concio IX è riportato in Fig. 9. I risultati sono in buon accordo tra loro anche se entrambi i modelli elastico ed elasto-plastico tendono a sottostimare gli spostamenti ad invasi elevati; la divergenza non verrebbe eliminata riducendo il modulo della roccia, ma si dovrebbe procedere o riducendo i parametri meccanici dell'ammasso o riducendo il modulo nelle fasi di invaso più elevate.

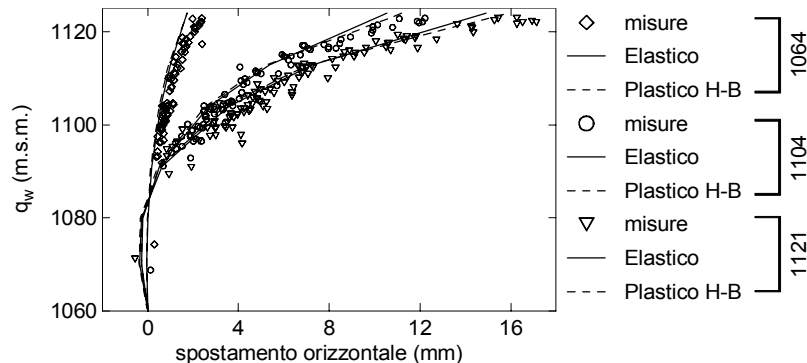


Figura 9 –Spostamenti orizzontali in funzione del livello d'invaso per i pendoli a tre diverse quote (Concio IX): misurati (elaborati statisticamente) e derivanti dal modello numerico (elastico ed elasto-plastico secondo Hoek-Brown).

7. Conclusioni

La strumentazione posta in opera nella diga del Passante per il controllo degli spostamenti della struttura e della roccia di fondazione rappresenta un esempio di buona progettazione di monitoraggio.

L'elaborazione dei dati di monitoraggio e le analisi numeriche hanno fornito utili indicazioni sul comportamento dell'opera, evidenziando che la pressione dell'acqua sul paramento di monte della diga è sicuramente il fattore più influente sul comportamento deformativo del complesso diga-fondazione.

I modelli di interpretazione dei dati di misura degli spostamenti basati sui risultati di analisi strutturali di tipo numerico hanno indicato una soddisfacente regolarità nel comportamento dell'opera e consentito di stimare le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso di fondazione, che sono risultate dell'ordine di circa 6.0 GPa per la roccia sotto il concio IX e di 4.5 GPa per quella sotto il concio XII.

Una caratteristica particolare di questa diga è il marcato comportamento reologico della fondazione che si manifesta con una "deriva" delle misure, il cui andamento risulta però coerente con le condizioni di carico applicate. La deriva di rotazione è stata verso monte nella lunga fase I a bassi livelli di invaso, si è poi invertita nella fase II ad alti invasi dal 1990 al 1995, per poi ritornare verso monte (ma con minore intensità) nella fase III in cui le quote massime annuali di invaso si sono ridotte.

L'esame delle misure dei piezometri a corda vibrante nel concio IX conferma l'efficacia del dispositivo di schermi di iniezioni e drenaggi ubicati in prossimità del paramento di monte.

Il comportamento tensio-deformativo della diga rilevato da modelli numerici ha evidenziato che gli sforzi efficaci verticali sul paramento di monte sono di compressione anche nelle condizioni di esercizio ad invaso massimo.

Le analisi di stabilità allo scorrimento al contatto roccia-diga, sezione che si considera meno favorevole, indicano nel complesso che sussistono condizioni di sicurezza.

La procedura di analisi utilizzata per lo studio del comportamento dell'opera nel suo complesso fornisce un esempio possibile di analisi da applicare, nel caso sia presente una buona rete di monitoraggio, ad altre opere analoghe alla diga del Passante.

Ringraziamenti.

Si ringraziano gli Ingg. T. Silvestri e F. De Marco (Soc. ENEL) e gli Ingg. Manes e S. Merante (Soc. ENDESA) per aver messo a disposizione nel corso degli anni le misure di controllo della diga del Passante.

Si ringraziano tutti gli studenti che hanno svolto la loro tesi di laurea sulla diga del Passante e in particolare l'Ing. Rosa Bava.

Bibliografia.

- Arredi F., 1981. Ancora sul vetusto tema delle sottopressioni nelle dighe a gravità. Note ai fini di una maggiore chiarezza di idee. *Giornale del Genio Civile*, pp. 283-311.
- Bava R., 2004. Analisi del comportamento della roccia di fondazione e verifica statica della diga del Passante (CZ). *Tesi di Laurea*.
- Bonaldi P., Cricchi D., Ribacchi R., 1988. Numerical modeling of the influence of seepage on foundation behaviour of gravity dams. *Numerical Methods in Geomechanics, Swoboda (ed.)*, Innsbruck, pp. 1401-1406.
- Bonaldi P., Manfredini G., Martinetti S., Ribacchi R., Silvestri T., 1983. The behaviour of the foundation rock of the Passante dam (Italy). *5th ISRM Congress*, Melbourne, B, pp. 149-158.
- Hoek E., Carranza Torres, C. Corkum B., 2002. Hoek-Brown failure criterion 2002 edition. *5th North American Rock Mechanics Symposium*, pp. 267-273.
- Leclerc, Léger, Tinawi, 2003. CADAM. Version 1.4.3. *User's manual*.
- Mariantoni P., 1991. Analisi del comportamento delle fondazioni di una diga a gravità (Passante). *Tesi di Laurea*.
- Ribacchi R., Rotonda T., 1992. Previsioni e controlli nella valutazione delle caratteristiche di deformabilità degli ammassi rocciosi di fondazione. *IV Ciclo di Conf. MIR "Previsioni e riscontri"*, Torino, 4.
- Rotonda T., Ribacchi R., 1996. Stress- and time-dependent deformations in the foundation rock of a gravity dam. *Int. Symp. ISRM Eurock '96*, Torino, 1, pp. 527-534.
- Manfredini G., Martinetti S., Ribacchi R., 1975. Mutual influence of water flow and state of stress in the analysis of dam foundations. *Numerical Analysis of Dams, D.J.Naylor K. G. Stagg O.C. Zienkiewicz (eds.)*, Swansea, pp. 882-897.
- Manfredini G., Martinetti S., Ribacchi R., Silvestri T., 1978. Controllo del comportamento delle fondazioni della diga a gravità sul fiume Passante. *XIII Conv. Naz. di Geotecnica*, Merano, 1, pp. 237-248.
- Spagnoletti S., 1960. Un decennio di osservazioni alla diga di Morasco. *L'Energia Elettrica*, 2, pp. 99-138.
- Zienkiewicz O.C., Park J., 1956. The effect of pore pressure on stresses in gravity dam. *J. Am. Soc. Civil Engineers*, 82, pp. 1042-1-1042-16.